

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

子計畫四：高層建築結構受風力載重之非線性分析-時間域 模式

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC92-2211-E-032-021-

執行期間：92 年 08 月 01 日至 93 年 07 月 31 日

執行單位：淡江大學土木工程學系

計畫主持人：林堉溢

計畫參與人員：陳以霖 蘇佳禾

報告類型：精簡報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 93 年 12 月 17 日

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

高層建築結構受風力載重之非線性分析 - 時間域模式(II)

Nonlinear Analysis of Wind Responses of Tall Buildings - Time Domain Model (II)

計畫編號：NSC 92-2211-E-032-021

執行期限：92年08月01日至93年07月31日

主持人：林堉溢 淡江大學土木系

計畫參與人員：陳以霖 蘇佳禾 淡江大學土木系

一、中文摘要

本研究主要是採用數值分析方法，在時間域下分析高層建築受風非線性反應的預測，欲進行時間域分析時，首先，需有一組連續之時間歷時資料作為外力。此時將瞬時風速之理論頻譜轉換成具有時間歷時的外力，將此外力視為作用在建築高層的風力載重，再以有限元素分析程式，計算此結構物受風的非線性反應。

接著，以一棟高層建築作為分析的例題，分析此結構物受順風向的動態反應，將理論風速頻譜轉換成時間域的歷時動態載重，作用在此結構物上，分析此結構物受歷時動態載重後之結構反應。並在相同的結構條件下，以頻率域分析計算，並與時間域分析的結果作比較及驗證，其結果頗為一致，令人滿意。

最後，將此高層建築在相同的歷時動態風載作用下，進行幾何及材料的非線性分析，其結果顯示非線性對高層建築之結構反應有顯著的影響。

關鍵詞：高層建築、順風向、頻率域、時間域、幾何非線性、材料非線性。

Abstract

In this study, a numerical time-domain approach is used to predict the nonlinear structural responses of tall buildings subjected to wind excitations. For this

purpose a continuous time-history wind loading, transformed from the theoretical wind spectra, is needed and applied at the analyzed structure.

A 31-stories building was adopted as the numerical example to demonstrate the validity and applicability of this method. The linear along wind structural responses obtained from this time-domain approach and the conventional frequency-domain approach agree well. The nonlinear analysis, including geometric and material nonlinearities, was performed. The results from the nonlinear analysis show that the structural nonlinearity becomes significant as the wind speed increases.

Keyword: high-rise buildings, along wind, frequency domain, time domain, geometric nonlinearity, material nonlinearity.

二、緣由與目的

隨著經濟的發展，都市人口集中化的現象益加顯著，在有限的土地資源下，建築物往高空發展已是不可避免之趨勢，如高雄東帝士大樓及台北國際金融中心。位於亞熱帶地區的台灣為一太平洋西側之海島，每年的四月到十月為颱風季節，雖然台灣同時也位於環太平洋地震帶，但由於高層建築之細長特性，使得高樓建築對風

之敏感度增加。此外，高層建築受風所產生之加速度反應，其造成之舒適度變位控制，也常會主控建築物之結構設計。因此風力對於高層結構之作用，已成為高層結構設計之重要課題。目前國內規範對於風力是基於容許應力法，以 50 年迴歸期來設計，然而目前鋼筋混凝土設計規範採用極限強度法，且鋼結構設計規範亦逐漸採用強度設計，因此使用 50 年迴歸期的風力規範並不能滿足結構設計的需求。因此基於極限強度法的設計理念且配合地震的設計載重，設計風力的迴歸期有需提升至 475 年。若設計風力採用 475 年迴歸期，則結構的幾何非線性與材料非線性便不容忽視。然而傳統頻率域分析作非線性分析困難度較高，因此本年度計畫以一時間域分析模式作非線性分析，探討不同高層建築結構系統受風的非線性行為。

三、理論背景

進行時間域風載的非線性分析，使用的分析方法是將幾何非線性與材料非線性納入有限元素分析架構，將亂流造成的擾動力視為外力，運用牛頓勒普森法來求結構勁度，進行非線性動力分析，採用 Newmark β 法對非線性振動問題採逐步平衡收斂，以求出其歷時反應。利用此非線性數值分析模式，則可計算整體結構及各桿件的受風反應，比較線性與非線性的差異，進而可探討非線性對不同的結構系統所造成的影響。時間域的風力載重有為利用多點 AR 模式將風力頻譜轉為時間域。

1. 結構非線性

結構非線性包括幾何非線性與材料非線性。前者考慮結構幾何形狀的改變以及桿件軸力-彎矩（ $P-\Delta$ ）效應，後者則是考慮桿件材料的彈塑性行為。結構幾何形狀的改變是藉由荷重增量逐步求取各載重

階段的平衡位置，以更新結構特性矩陣。而桿件軸力-彎矩效應及材料的彈塑性則是藉由桿件勁度矩陣的改變來表示。高層建築的結構模式將利用梁柱元素、梁元素和平面應力元素來模擬。所採用的梁柱元素是一有十二個自由度的空間元素，此元素之自由度如圖 1 所示。

材料非線性行為通常包含材料斷面扭曲的問題，當使用樑理論（亦即不考慮斷面扭曲）且考慮材料的彈性非線性反應時，可以材料之非線性的力量與變形關係曲線進行分析，材料斷面之彈性非線性反應可定義為：

$$N = N(\epsilon_c - \epsilon_c^{th}) \quad (1)$$

$$M_2 = M_2(\kappa_2) \quad (2)$$

$$M_3 = M_3(\kappa_3) \quad (3)$$

$$T = T(\phi) \quad (4)$$

其中()內各項表示各函數之變數，例如軸力 N 為軸向應變($\epsilon - \epsilon_c^{th}$)之函數； κ_2 、 κ_3 分別為斷面 2-2 及 3-3 軸之曲率，其關係如圖 2 所示； ϕ 為扭轉變形。

2. 動力分析模式

在動力分析之前，須將建築物自重及靜力風壓作非線性靜力分析。然後以此平衡狀態作動力分析。一結構系統之動力運動方程式可表示為

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{r} = \mathbf{R} \quad (5)$$

其中 \mathbf{M} 為質量矩陣， \mathbf{C} 為阻尼矩陣， \mathbf{K} 為勁度矩陣， \mathbf{R} 是外力矩陣。

上式之線性化增量方程式可表示為下式

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\Delta\mathbf{r}^n = \Delta\mathbf{R}^n + \mathbf{R}_u^n \quad (6)$$

然後採用 Newmark β 法對此振動問題採逐步平衡收斂，以求出其歷時反應。

通常非線性問題包含許多變數，將不同變數之平衡方程式分離為虛功方程式

$$F^N(u^M) = 0 \quad (7)$$

其中 F^N 為 N^{th} 變數之力分量， u^M 為 M^{th} 之

變數值，再採逐步平衡收斂解析上式。

牛頓法的概要如下：假設經 i 次迭代後，其解為 u_i^M ，令其與真解間之差異為 c_{i+1}^M ，代入式(3)，可得

$$F^N(u_i^M + c_{i+1}^M) = 0 \quad (8)$$

以泰勒級數展開為

$$F^N(u_i^M) + \frac{\partial F^N}{\partial u^P}(u_i^M)c_{i+1}^P + \frac{\partial^2 F^N}{\partial u^P \partial u^Q}(u_i^M)c_{i+1}^P c_{i+1}^Q + K = 0 \quad (9)$$

若 u_i^M 接近於真解，則 c_{i+1}^M 將極小，高次項可忽略不計，因此式(6)可改寫為線性方程式

$$K_i^{NP} c_i^P = -F_i^N \quad (10)$$

其中

$$K_i^{NP} = \frac{\partial F^N}{\partial u^P}(u_i^M) \text{ 為 Jacobian 矩陣；}$$

而

$$F_i^N = F^N(u_i^M)$$

故下一個近似解為

$$u_i^M = u_i^M + c_{i+1}^M \quad (11)$$

持續迭代分析直到符合收斂條件為止。

四. 例題分析與結果

1. 結構物描述：

為一地上三十一層之鋼骨大樓，單一樓層高為 5m，樓層總高度為 155m。結構為長方型規則平面，其面積 15m×30m，結構系統採用正交抗彎構架，梁柱樓版考慮為水平剛性隔版，樓版為一鋼筋混凝土結構。

2. 分析參數

- (1). 基本參考風速採為 30m/s。
- (2). 採樣頻率 n 之長度為 10Hz。

(3). 結構物平面寬度 $B=30m$ 為順風向作用力之迎風面，平面深度 $D=15m$ 。

(4). 各層樓之平均風速以流場地況係數 $=0.24$ 。

(5). 各層樓之紊流強度採用流場地況係數 ($=0.24$) 之風洞實驗值，如圖 3 所示。

(6). 基本參數：阻尼比 $=0.04\%$ 、風力係數 $C_D=2$ 、空氣密度 $=1.22 \text{ kg/m}^3$

(7) 時間域分析簡表如表 1 所示。

3. 頻率域與時間域線彈性動態位移反應之比較

由於頻率域僅能作線彈性分析，因此只可與時間域線彈性分比較。高層建築在不同的基本參考風速下，經數值分析後，受順風向之位移擾動反應，如圖 4 所示，圖中實線與虛線分別為時間域及頻率域分析之結果。由圖中可看出時間域及頻率域分析之位移反應隨風速增加而增加，並且隨著樓層高度愈高其位移的反應愈大，如表 1 所示。最大的位移量發生在第 31 層頂點處的位置。頻率域與時間域結果分別為 0.38025 m 及 0.39366 m，誤差約為 3.5 %。

時間域與頻率域分析上大致有令人滿意的結果，但基本上是存在著誤差，其誤差的來源，經判斷可能原因有：

- (1) 由目標頻譜轉換至時間歷時風速及風力，本身存在轉換成模式的必然誤差；
- (2) 時間域動力分析採直接積分法而僅考慮基本振態忽略高頻的影響，也存在誤差。

4. 非線性對結構反應之影響

本範例高達 155 公尺之建築，屬於柔性建築物，受側向風力作用後，其結構重量與側向位移將增加結構柱的彎矩（圖 5），而且愈往低層的結構柱受到影響就愈大，其二次彎矩 ($P-\Delta$) 效應在分析時應考慮在內屬幾何非線性。若使用彈塑性材

料，當構件受力超過彈性限度時，其斷面會進入非線性行為，屬材料非線性。此幾何與材料非線性對高層建築有明顯之影響。

圖 6 為高層結構受順風向靜態風壓，考慮非線性效應，各層樓的側向位移，圖 7 則為動態風壓各樓層側向 RMS 位移比較。由圖上可知，考慮非線性效應其側向位移隨著高度增加。非線性之效應如表 3 所示，同時構件內力考慮非線性效應亦較線性為高（表 4）。

六.結論

從時間域與頻率域之擾動風速的位移反應中，經由比較的結果，有幾點結論，分別敘述如下：

1. 採用兩種不同的數值分析時，即頻率域分析及時間域分析，必須在相同結構條件下進行，然而，結構動態分析最重要的結構條件即動力特性的振動頻率、振態、結構阻尼比、以及結構的幾何條件諸如結構質量、風工程流場條件等等，其結果才有吻合的結構反應。
2. 時間域與頻率域的擾動位移反應，以數值分析的原則，其結果雖然令人滿意，但其間依然存在的誤差，基本上兩種不同的數值分析方法，存在著分析上的誤差。再者，本例題結構，在時間域分析時，主要的外力為風力歷時資料，當吾人採用頻率域的理論風速頻譜轉換為時間域的時間歷時風力，在轉換之中，存在著轉換上的誤差。
3. 本文主要是以順風向為主要的分析外力，不考慮扭轉自由度，因此，在時間域分析時，將樓版視為堆積質量 (Lumped mass) 在質心上，並將擾動風力歷時載重作用在此質心上，進行動力分

析。若結構為不規則或考慮扭轉偏心時，則必須將擾動風力歷時載重，在結構物迎風面上作適當分配。

4. 考慮結構非線性反應，其結果明顯較線性反應為大，因此對於高層建築，承受動態風力時，不可忽視非線性之效應。
5. 本例在參考高度（距地面 10m）平均風速為 30m/s，可能材料並未進入非線性狀態，因此其反應近似幾何非線性。

七.參考文獻

1. Box, G. E. P., and Jenkins, G. M., Time series analysis forecasting and control, 2nd ed., Holden-Day, San Francisco, 1976.
2. Wei, W. W. S., Time series analysis univariate and multivariate methods, Addison-Wesley Publishing Co, Redwood City, C. A., 1990.
3. Anderson, O. D., Time Series Analysis and Forecasting, Butterworths & Co., 1975.
4. Livesley, R. K., and Chandler, D. B., Stability functions for structural frameworks, Manchester University Press, 1956.
5. Aas-Jakobsen, K. and Strommen, E., "Time domain calculations of buffeting response for wind-sensitive structures," J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, 1998, 74-76, pp. 687-695.
6. Zahlten, W. and Borri, C., "Time-domain simulation of the non-linear response of cooling tower shells subjected to stochastic wind loading," Engineering Structures, 1998, Vol. 20, No. 10, pp. 881-889.
7. Kuo, S., Yang, Y. B. and Chou, J., "Nonlinear analysis of space frames with finite rotations," Journal of Structural Engineering, 1993, Vol. 119, pp. 1-15.
8. Yang, Y. B. and Shieh, M. S., "Solution method for nonlinear problems with multiple critical points," AIAA Journal, 1990, Vol. 28, pp. 2110-2116.
9. Nazmy, A. S. and Abdel-Ghaffar, A. M., "Three-dimensional nonlinear static analysis of cable-stayed bridges," Computers and Structures, 1990, Vol. 34, No. 2, pp. 257-271.
10. Clough, R. W. and Penzien, J., Dynamics of Structures, McGraw-Hill, 2nd ed., 1993.
11. Simiu, E. and Scanlan, R. H., Wind effects on structures, 2th ed., John Wiley & Sons. Inc.,
12. ABAQUS Theory Manual (v6.4).

表 1 時間域分析簡表			
TYPE	U_{10} (m/s)	Geometric nonlinear	Material nonlinear
U30_GLML	30	No	No
U30_GNML	30	Yes	No
U30_GNMN	30	Yes	Yes

表 2 各樓層擾動位移 R.M.S 反應

Height (m)	Frequency domain	Time domain		
		U30_GLML	U30_GNML	U30_GNMN
5	0.00238	0.00325	0.00339	0.00339
10	0.00763	0.01015	0.01063	0.01063
15	0.01428	0.01854	0.01948	0.01948
20	0.02203	0.02794	0.02944	0.02944
25	0.03050	0.03781	0.03992	0.03992
30	0.03951	0.04794	0.05071	0.05071
35	0.04901	0.05824	0.06170	0.06170
40	0.05894	0.06866	0.07286	0.07286
45	0.06932	0.07921	0.08422	0.08422
50	0.08050	0.09026	0.09620	0.09620
55	0.09301	0.10229	0.10934	0.10934
60	0.10678	0.11533	0.12369	0.12369
65	0.12138	0.12889	0.13876	0.13876
70	0.13628	0.14259	0.15412	0.15412
75	0.15134	0.15637	0.16969	0.16969
80	0.16678	0.17045	0.18569	0.18569
85	0.18218	0.18459	0.20185	0.20185
90	0.19758	0.19884	0.21817	0.21817
95	0.21321	0.21351	0.23496	0.23496
100	0.22876	0.22838	0.25191	0.25191
105	0.24443	0.24363	0.26924	0.26924
110	0.26051	0.25955	0.28731	0.28731
115	0.27626	0.27557	0.30541	0.30541
120	0.29154	0.29155	0.32338	0.32338
125	0.30637	0.30749	0.34119	0.34119
130	0.32055	0.32322	0.35864	0.35864
135	0.33405	0.33861	0.37562	0.37562
140	0.34679	0.35351	0.39201	0.39201
145	0.35877	0.36770	0.40764	0.40764
150	0.36991	0.38108	0.42237	0.42237
155	0.38025	0.39366	0.43624	0.43624

表 3 樓層非線性與線性位移 r.m.s 反應比較

Height (m)	Effect of nonlinear	
	U30_GNML	U30_GNMN
5	4.20%	4.20%
55	6.89%	6.89%
105	10.51%	10.51%
155	10.82%	10.82%

表 4 一樓角隅柱非線性與線性分析內力 r.m.s 比較

TYPE	Axial force (N)	Shear force (N)	Moment (N-m)
Linear	5392100	281910	982600
Nonlinear	5945800	289410	1027800
Error (%)	10.27%	2.66%	4.60%

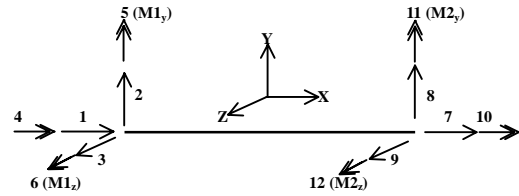


圖 1 梁柱元素自由度

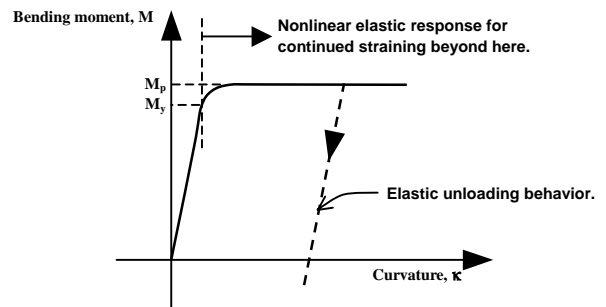


圖 2 樑斷面受撓曲之彈性非線性行為

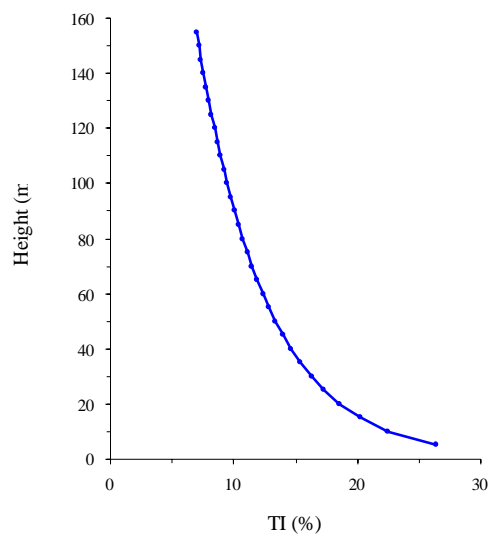


圖 3 地況係數(=0.24)，沿樓層高度之紊流強度

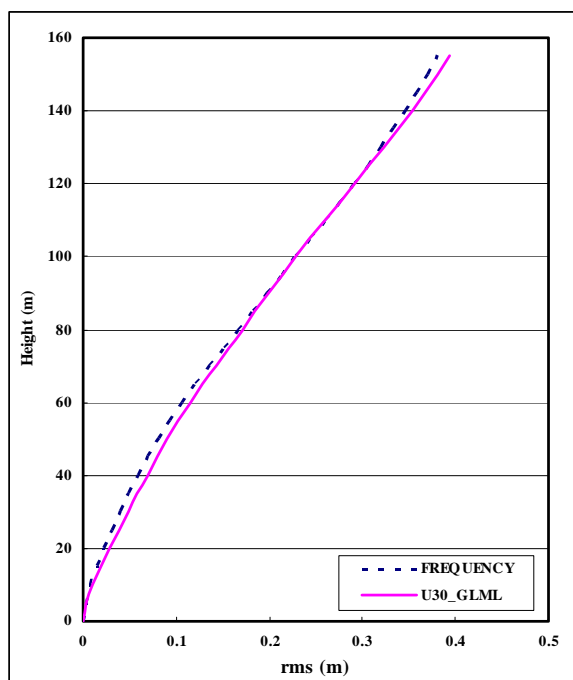


圖 4 時間域與頻率域之順風向反應 (30m/s)

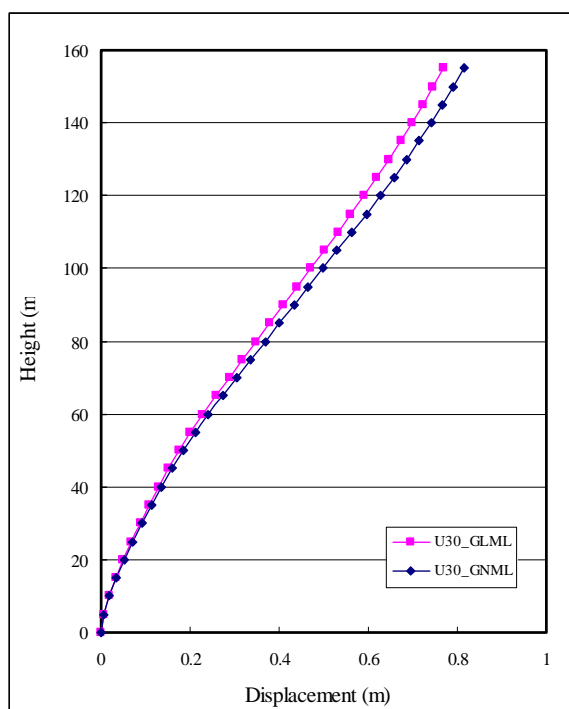


圖 6 順風向靜態風壓下各樓層線性及非線性位移

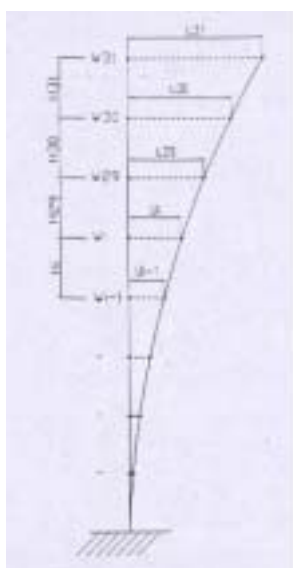


圖 5 P-Delta 效應 - 受側向風力結構變形圖

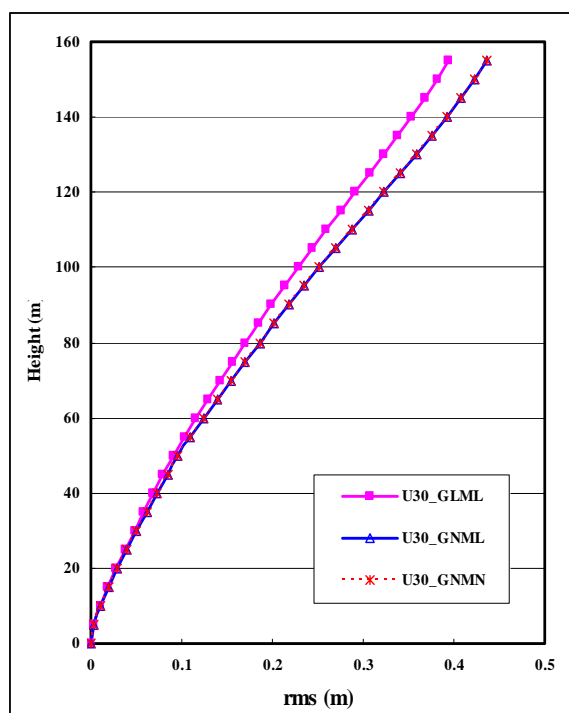


圖 7 順風向時間域各樓層線性及非線性位移 r.m